

УДК 624.073 : 691.88

О.О.ДОВЖЕНКО, канд. техн. наук, В.Н.РОЖКО, Т.Ю.КАЧАН  
*Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка*

### **МІЦНІСТЬ ШПОНКОВИХ З'ЄДНАНЬ З УРАХУВАННЯМ РІЗНОЇ ФОРМИ ШПОНКОВОГО ПРОФІЛЮ**

Пропонується інженерний метод розрахунку міцності шпонкових з'єднань при зрізі, що базується на варіаційному методі теорії пластичності бетону і враховує вплив класу бетону, співвідношення розмірів шпонок, армування та форму шпонкового профілю. Викладено результати теоретичних та експериментальних досліджень.

Нині у практиці будівництва добре відомі шпонкові з'єднання панелей стін, ригелів з колонами, збірно-монолітних та інших конструкцій, які характеризуються підвищеним опором зрізу, є важливими конструктивними елементами будівель і знайшли широке розповсюдження у практиці будівництва.

У дослідях з окремими прямокутними шпонками спостерігається три характерних види руйнування залежно від  $l_k / h_k$ , де  $l_k$  – глибина,  $h_k$  – висота шпонки. При  $\gamma = l_k / h_k \leq 0,2$  зразки руйнуються від зминання бетону під площею завантаження, при  $0,2 < \gamma < 0,6$  – по цілому бетонному перерізу, розташованому поблизу площини зрізу, а при  $\gamma \geq 0,6$  руйнування відбувається крихко по розтягнутій зоні.

Визначальними факторами міцності окремих шпонок є: геометричні розміри та їх співвідношення; кут нахилу опорних поверхонь; форма робочого перерізу; міцність бетону; армування; ступень обтиснення (розтягання). При цьому вплив окремих факторів дослідниками оцінюється неоднозначно, це наприклад, стосується впливу кута нахилу опорних поверхонь, характеристик міцності бетону, нагельного ефекту та ін.

За даними [1, 17], кут нахилу граней шпонки впливає на можливий характер руйнування і міцність стиків: руйнування стику в результаті зсуву (шпонка і бетон замоноличування не руйнуються, а обидва елементи, що з'єднуються, зміщуються) може реалізуватися при невеликому горизонтальному обтисненні і великих кутах нахилу поверхонь шпонки до горизонталі ( $\alpha > 45^\circ$ ).

М.М.Коровін і В.С.Єськов [10] вважають, що форма поперечного перерізу шпонок істотного впливу на їхню міцність не має. Однак варто мати на увазі, що найбільша розрахункова площа зрізу у з'єднанні може бути отримана при шпонках трикутного перерізу. Цим і обумовлюється широке розповсюдження стиків із трикутним профілем. Тоді як Т.С.Каранфилов [8] стверджує, що міцність бетону на зріз трапеціє-

подібних шпонок приблизно у 1,5 рази вище, ніж трикутних. У рекомендаціях [18] показано, що несуча здатність стиків з трикутним рифленням на 20% вища, ніж прямокутних. Дослідження, проведені в Массачусетському технологічному університеті [26], свідчать, що міцність шпонок залежить від їх розмірів та форми – найбільша міцність досягається при співвідношенні  $l_k/h_k = 0,3-0,35$  та при куті нахилу опорних поверхонь від 55 до 60°. Роботу з'єднань на трапецієподібних шпонках вивчав також Ю.Г.Шахнович [20].

Інакше кажучи, питання про вплив форми шпонкового профілю на міцність з'єднань остаточно не з'ясовано і потребує додаткового дослідження.

Діюча нормативна методика розрахунку шпонкових стиків [7, 16] базується на результатах статистичної обробки експериментальних досліджень, не враховує усіх визначальних факторів міцності і не дозволяє оптимізувати конструкцію стиків. Запропоновані дослідниками (М.М.Коровін, В.С.Єськов [11], І.О.Рохлін, В.О.Бондарєв [19], О.В.Яшин [21], Г.І.Ашкінатзе [6], В.Г.Кваша, П.М.Коваль [9], Н.Г.Мартинова [12], G.Rombach [24]) залежності для визначення міцності шпонок носять, як правило, емпіричний характер, не є точними і мають вузьку область застосування. Розроблений В.В.Погрібним на основі теорії пластичності бетону метод розрахунку [15] є більш точним, порівняно з нормативним, але досить складним при застосуванні в інженерних розрахунках.

Варіаційний метод теорії пластичності бетону [13], розроблений у ПНТУ ім. Ю.Кондратюка, можна віднести до інженерних методів розрахунку, що приводять до дійсно простих залежностей, не потребують залучення складних комп'ютерних програм і можуть знайти широке використання в практиці проектування. В запропонованій методиці метою є визначення граничного навантаження, при цьому деформації не мають визначального значення. У таких випадках є доцільним використання більш простих моделей, які дозволяють успішно досягти поставленої мети [5, 14, 15, 23].

*Міцність окремих прямокутних шпонок.* Розв'язання задачі міцності окремої залізобетонної шпонки варіаційним методом виконується у наступній послідовності. Приймається кінематично можлива схема руйнування зразка (рис.1, а), що включає два диски. Диск І переміщується відносно диску ІІ зі швидкістю  $V(V_x, V_y)$ . Диски розмежовані між собою поверхнею руйнування ABC (поверхнею розриву швидкостей). На площадці BC діють граничні нормальні  $\sigma_u$  та дотичні  $\tau_u$  напруження, які визначаються згідно умови міцності бетону Баландіна-

Генієва [4]. Площадку АВ вважаємо за головну з напруженнями розтягу  $\sigma_u = R_{bt}$ .

Невідомими даної задачі є граничне навантаження  $q_u$ , кут нахилу  $\alpha$  площадки АВ до вертикалі, кут нахилу  $\beta$  площадки ВС до вертикалі, відношення швидкостей  $k = V_x / V_y$  (при розв'язанні задачі оперуємо відносними швидкостями, а не їх абсолютними значеннями).

Знаходяться розриви (скачки) нормальної  $\Delta V_n$  і дотичної  $\Delta V_t$  складових швидкості на поверхні руйнування.

Функціонал методу для плоского напруженого стану має вигляд:

$$I_l = m \left[ 2B \sqrt{1 + 0,25 \left( \frac{V_x \sin \beta + V_y \cos \beta}{V_y \sin \beta - V_x \cos \beta} \right)^2} - 1 \right] \times (V_y \sin \beta - V_x \cos \beta) \times \quad (1)$$

$$\times \frac{h_k \operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) \cos \beta} + R_{bt} (V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha) \times \frac{h_k \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) \cos \alpha} - q_u l_k V_y = 0,$$

де  $m = R_b - R_{bt}$ ;  $B^2 = (1 + \chi / (1 - \chi)^2) / 3$ ,  $\chi = R_{bt} / R_b$ .

Знаходимо граничне навантаження  $q_u$ , виражене через невідомі параметри:

$$q_u = \left( m \left[ 2B \sqrt{(\operatorname{tg} \beta - k)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (\operatorname{tg} \beta - k) \right] \times \right. \\ \left. \times \frac{h_k \operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + R_{bt} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{h_k \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + R_s A_s k \right) \cdot \frac{1}{\gamma h_k (1 + k f_{fric})}, \quad (2)$$

де  $f_{fric}$  – коефіцієнт тертя на опорних поверхнях.

Значення граничного навантаження отримується шляхом пошуку умовного мінімуму (2).

Додатковою умовою при пошуках  $q_u \rightarrow \min$  приймаємо умову рівноваги – рівності нулю суми моментів усіх зовнішніх та внутрішніх зусиль відносно осі, яка проходить через точку В:  $\sum M_B = 0$ .

$$\sum M_B = \frac{R_{bt}}{m} \frac{\operatorname{tg}^2 \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} + \left( 0,5 + \frac{B(\operatorname{tg} \beta - k)}{\sqrt{(\operatorname{tg} \beta - k)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}} \right) \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha (1 + \operatorname{tg}^2 \beta)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} - \quad (3)$$

$$- \frac{q_u \gamma}{m} \left( \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) - \frac{q_u \gamma f_{fric}}{m} \left( \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) + \frac{R_s A_s}{h_k m} \left( \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \frac{1}{2} \right) = 0.$$

Армування принципово не змінює кінематичну схему руйнування шпонки, воно враховується як зовнішнє навантаження, яке у разі досягнення текучості арматури, у стадії руйнування дорівнює  $N_s = R_s A_s$ .

У дослідях спостерігається зменшення несучої здатності шпонок при спробі ліквідації сили тертя за допомогою змащування опорних поверхонь або застосування прокладок з більш піддатливого матеріалу. Цей факт можна пояснити додатковою горизонтальною зовнішньою силою  $q_u l_k f_{fric}$ , яка при цьому виникає і направлена від стовбура зразка. Виконавши статистичний аналіз дослідів, можна стверджувати, що наведене теоретичне рішення реалізується при коефіцієнті тертя  $f_{fric} \approx 0,05-0,1$ , що відповідає даним, отриманим в [5] для бетонних призм.

**Міцність окремих трапецієподібних шпонок.** У [20, 26] показано, що несуча здатність трапецієподібних шпонок більша порівняно з прямокутними. На нашу думку, нахил опорних поверхонь призводить до нерівномірності передачі зовнішнього навантаження, а це в свою чергу до відхилення його рівнодіючої від вертикалі на кут  $\theta$  (для трапецієподібних зразків цей кут  $\theta$  змінюється в межах  $1,5-2,0^\circ$ ). Відхилення навантаження від вертикалі приводить до появи горизонтальної складової  $q_u l_k \sin \theta$ , яка і збільшує несучу здатність елементів. Наведена на рис.1, б кінематично можлива схема руйнування для бетонних трапецієподібних шпонок реалізується при  $\psi \leq \varphi = 35...38,5^\circ$  [17] ( $\tan \varphi = 0,7...0,8$  – коефіцієнт тертя бетону по бетону).

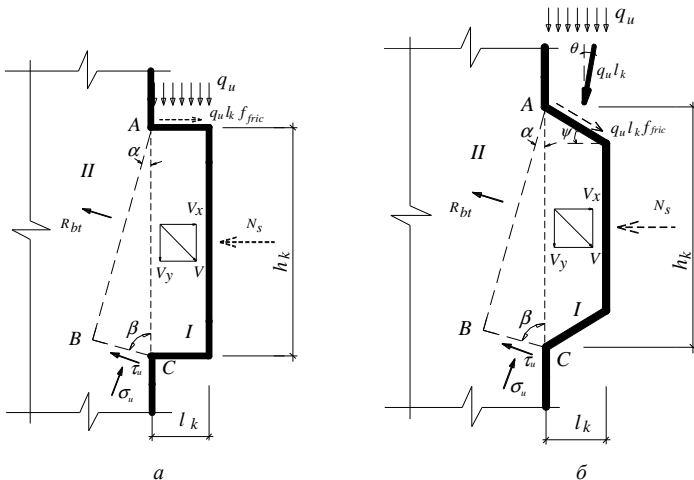


Рис.1 – Кінематично можлива схема руйнування окремих шпонок при різі:  
а – прямокутної; б – трапецієподібної.

Граничне навантаження підраховується як

$$q_u = \left( m \left[ 2B \sqrt{(tg \beta - k)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)^2} - (tg \beta - k) \right] \times \frac{h_k tg \alpha}{(tg \alpha + tg \beta)} + R_{bt} (k + tg \alpha) \times \frac{h_k tg \beta}{(tg \alpha + tg \beta)} + R_s A_s k \right) \times \frac{1}{\gamma h_k (\cos \theta - k \sin \theta) + f_{fric} \gamma h_k (\cos \psi - k \sin \psi)}. \quad (4)$$

Додаткова умова (3) при цьому зазнає відповідних змін.

За експериментальними даними для трикутних шпонок (при  $\psi=45^\circ$ ) кут відхилення  $\theta$  змінюється в межах  $2,0-3,0^\circ$ .

*Методика проведення експериментальних досліджень.* Метою експериментальних досліджень є визначення міцності шпонкових з'єднань при різній формі шпонкового профілю та виявлення впливу кута нахилу опорних поверхонь на несучу здатність стику.

Було виготовлено 12 (6+6) шпонкових стиків (таблиця), для яких співвідношення розмірів шпонок  $l_k/h_k$  становило 0,5, що забезпечувало руйнування у формі стрізу.

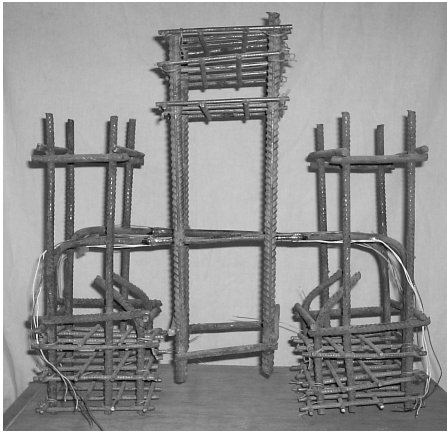
Міцність дослідних зразків

Шифр зразка	Геометричні параметри зразків	$R_b$ , МПа	$R_{bt}$ , МПа	$A_{sh}$ , см <sup>2</sup>	Граничне навантаження, $Q_u$ , кН	$R_{sh}^{test} = Q_u / A_{sh}$ МПа
ШС-1-1		16,8	1,45	2×151	165	5,46
ШС-1-1а				2×148	140	4,72
ШС-1-1б				2×150	140	4,67
ШС-1-1в		15,7	1,28	2×154	135	4,38
ШС-1-2				2×152	170	5,59
ШС-1-2а				2×150	150	5,0
ШС-1-2б		15,7	1,28	2×155	165	5,32
ШС-1-2в				2×147	135	4,6
ШС-1-3				2×154	185	6,0
ШС-1-3а		16,8	1,45	2×149	170	5,7
ШС-1-3б				2×146	165	5,65
ШС-1-3в				2×151	150	5,0

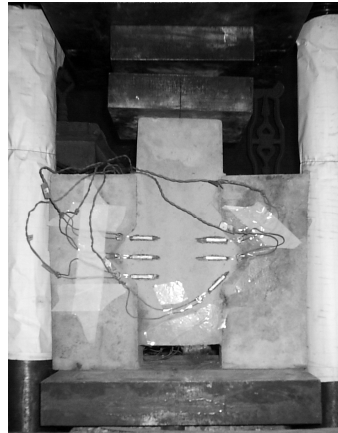
У площині стрізу шпонки армувалися поперечними стрижнями

2 Ø 8 АІ, з'єднаними з каркасами бокових частин контактним зварюванням на промисловому обладнанні (рис.2, а).

Виготовлення зразків здійснювалося у два етапи з бетону двох різних класів. На першому етапі бетонувалися бокові частини стику бетоном більш високого класу. Перед другим етапом (бетонуванням центральної частини зразків бетоном більш низького класу) горизонтальні поверхні стикування зразків з індексами „а” і „в” змащувалися солідолом для ліквідації зчеплення старого бетону з новим і забезпечення сприйняття навантаження лише шпонками.



а



б

Рис.2:

а – каркас дослідних зразків; б – зразок у процесі випробування.

Для вимірювання деформацій поперечної арматури на стрижні були наклеєні тензорезистори з базою 5 мм, що розміщені в площині зрізу попарно з діаметрально протилежних боків (рис.2, а), на бетон у зоні можливого руйнування стиків наклеювали тензорезистори базою 20 мм.

Як реєструючий прилад використовували цифровий тензометричний міст ЦТМ-5.

*Характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків.* Усі дослідні зразки руйнувалися по перерізу, розташованому поблизу площини зрізу (рис.3). Руйнування супроводжувалося зміщенням бокових частин зразків відносно центральної при досягненні напружень в арматурі межі текучості. При рівнях навантаження 0,5-0,6  $Q_u$  у бетоні шпонок утворювалися ледь помітні тріщини під

кутом 20-25° до вертикалі. Поверхня руйнування визначалася при рівні 0,8-0,9  $Q_u$ , вона утворювалася по кривій, близькій до вертикалі. Подальше підвищення навантаження призводило до різкого збільшення швидкості взаємного зміщення частин зразка та до інтенсивного зростання деформацій арматурних в'язей.

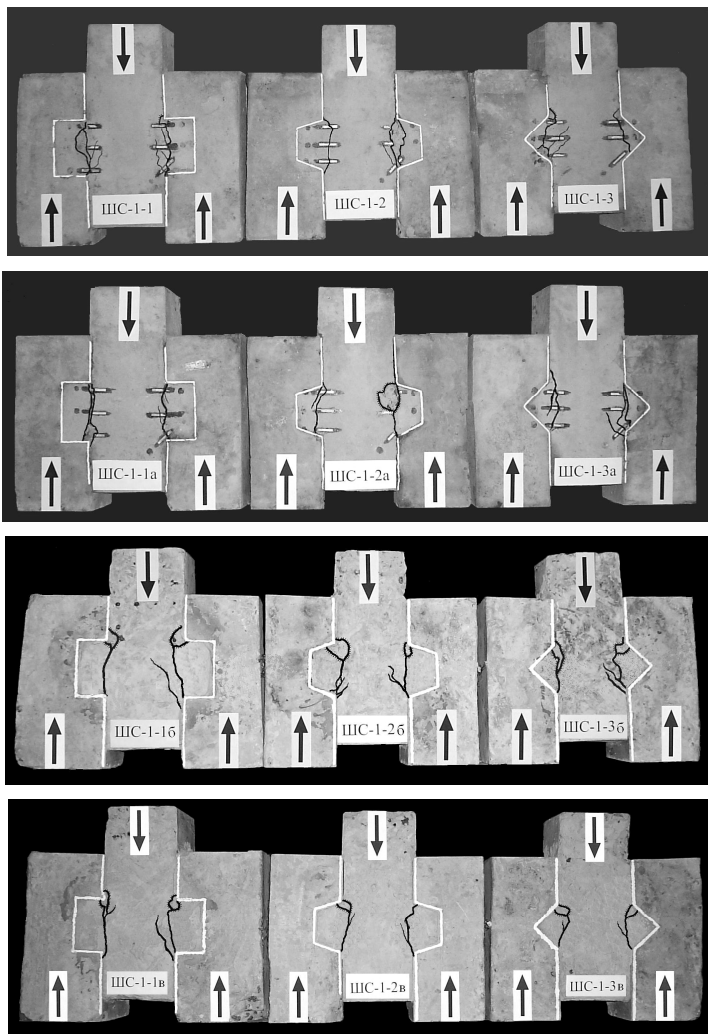


Рис.3 – Характер руйнування зразків

Міцність бетону та граничне навантаження стиків наведені в таблиці вище.

Результати експериментів підтвердили, що форма поперечного перерізу шпонок суттєво впливає на їх міцність: найбільшу міцність мають шпонки з трикутним профілем, найменшу – з прямокутним.

Зразки (з індексом „а” і „в”) із змащеними в процесі виготовлення опорними поверхнями мали меншу міцність порівняно із зразками з наявними силами тертя.

При навантаженні, що передуює руйнівному, фіксувалися деформації стиску бетону, які досягають величини  $\approx 100 \times 10^{-5}$ , при цьому залежність „ $Q/Q_u - \varepsilon_b$ ” викривляється, що свідчить про наявність пластичних зон. У результаті аналізу залежностей „ $Q/Q_u - \varepsilon_b$ ” для стиків з різним профілем можна зробити висновок, що не спостерігається суттєвих відмінностей у розвитку, характері розподілу, а також в абсолютних значеннях деформацій бетону в момент, який передуює руйнуванню.

Активне включення арматурних стрижнів у роботу відбувалося при рівнях навантаження 0,3-0,4  $Q_u$ , тобто до появи перших похилих тріщин. Деформації інтенсивно зростали після утворення тріщини, а при руйнуванні напруження досягали межі текучості. Включення арматурних стрижнів у роботу для зразків з трапецієподібними та трикутними шпонками відбувалося при рівні 0,3  $Q_u$ , тобто раніше, ніж для зразків з прямокутними шпонками. Напруження в арматурі зразків із змащеними опорними поверхнями перевищували напруження в арматурі зразків з наявними силами тертя.

*Порівняння теоретичної міцності шпонок з результатами дослідів.* На рис.4 представлені результати порівняння теоретичної міцності шпонок, отриманої варіаційним методом, з дослідною. Для 68 зразків статистичні характеристики наступні: середнє арифметичне співвідношення  $\bar{x} = R_k^{test} / R_k^{calc} = 1,04$ , середнє квадратичне  $\sigma_{n-1} = 0,128$ , коефіцієнт варіації  $v = 12,3\%$ . При цьому для бетонних прямокутних шпонок співвідношення  $\gamma$  коливалося в межах  $0,2 \div 0,6$ , при міцності бетону  $R = 24,1 \div 25,0$  МПа, для 17 зразків отримано:  $\bar{x} = 1,1$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,172$ ;  $v = 15,6\%$ . Для бетонних трапецієподібних і трикутних шпонок  $\gamma$  варіювалося в межах  $0,21 \div 0,5$ , кут нахилу опорної поверхні дорівнював  $\psi = 18,4 \div 45^\circ$ , при міцності бетону на стиск  $R_b = 6,4 \div 55,1$  МПа, для 6 зразків:  $\bar{x} = 1,05$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,078$ ;  $v = 7,43\%$ . Для залізобетонних прямокутних шпонок  $\gamma$  змінювалося в межах  $0,3 \div 0,5$ , при міцності бетону на



стиск  $R_b=15,7\div 31,7$  МПа та коефіцієнті армування  $\mu_w=0,002\div 0,012$ , для 14 зразків:  $\bar{x}=1,01$ ;  $\sigma_{n-1}=0,24$ ;  $\nu=23,8\%$ . Для армованих трапецієподібних і трикутних шпонок  $\gamma$  коливалося в межах  $0,21\div 0,8$ , кут нахилу опорної поверхні  $\psi=7,1\div 45^\circ$ , при міцності бетону на стиск  $R_b=13,1\div 96,76$  МПа та коефіцієнті армування  $\mu_w=0,0023\div 0,0117$ , для 31 зразка:  $\bar{x}=1,02$ ;  $\sigma_{n-1}=0,24$ ;  $\nu=23,5\%$ .

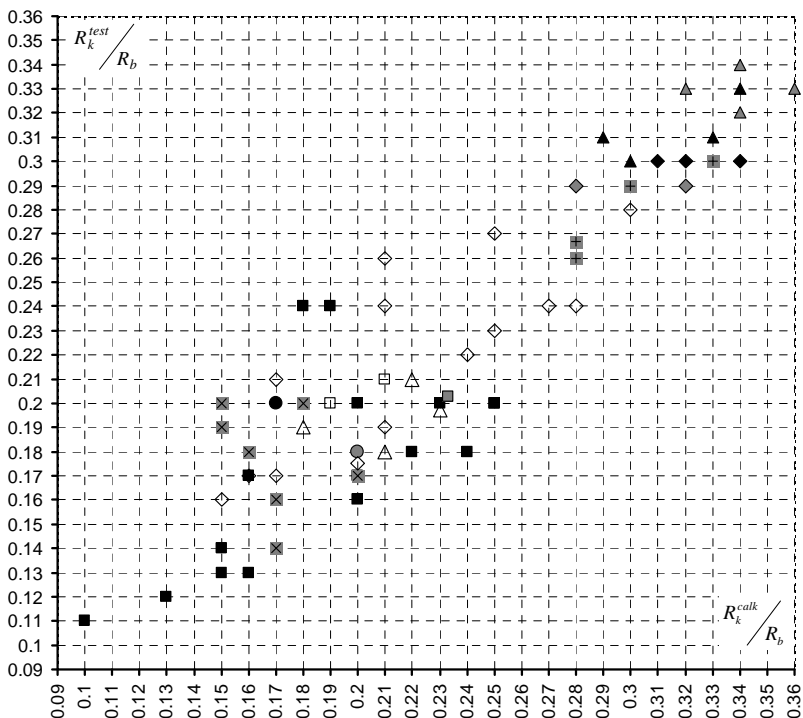


Рис.4 – Порівняння теоретичної відносної міцності шпонок з дослідною для: прямокутних бетонних: ■ – [15]; трапецієподібних бетонних: ● – [22], ◐ – [3]; трикутних бетонних Δ – [11]; прямокутних залізобетонних: ■ – [22], □ – [6], ■ – [25], ■ – [авторів]; трапецієподібних залізобетонних: ◆ – [3], ◐ – [2], ◐ – [22], ▲ – [авторів]; трикутних залізобетонних: ▲ – [авторів].

Отже, отримані нами результати свідчать про близькість теоретичного рішення до експерименту в широких межах зміни визначальних факторів.

На основі варіаційного методу теорії пластичності розв'язано задачу міцності для залізобетонної шпонки з урахуванням форми шпонкового профілю.

Запропонований метод розрахунку дозволяє враховувати форму шпонкового профілю, армування, обидві характеристики міцності бетону  $R_b$  і  $R_{bt}$ , а також граничні умови на опорних поверхнях (наприклад наявність чи відсутність сил тертя).

Результати проведених експериментальних досліджень підтвердили суттєвий вплив на міцність з'єднань форми шпонкового профілю: найбільшу міцність мають шпонки з трикутним профілем, найменшу – з прямокутним.

Теоретична міцність шпонок добре погоджується з дослідною.

1.Ашкинадзе Г.Н., Герасимова И.Л. Использование каркасно-стержневой модели в исследовании работы шпоночных стыков на сдвиг конструкций // Прочность и трещиностойкость коротких железобетонных элементов: Межвуз. сб. – Казань: КИСИ, 1989. – С.35-41.

2.Бобришев П.Н. Влияние количества шпоночных связей на несущую способность образцов при сдвиге // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений: Труды института. Вып.14. – М.: ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко, 1970. – С.148-154.

3.Бобришев П.Н., Черкашин А.В., Коноводченко В.И. Прочность и деформации замоноличенных стыков силикатобетонных панелей при сдвиге // Прочность крупнопанельных и каменных конструкций. – М.: Стройиздат, 1972. – С.149-162.

4.Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.

5.Довженко О.О. Міцність бетонних та залізобетонних елементів при місцевому прикладанні стискуючого навантаження: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Полт. ИСИ – Полтава, 1993. – 20 с.

6.Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследование и основы проектирования / Г.И.Ашкинадзе, М.Е.Соколов, Л.Д.Мартынова и др.; Под ред. Г.И.Ашкинадзе и М.Е.Соколова. – М.: Стройиздат, 1988. – 504 с.

7.Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. ВСН 72-77. – М.: Стройиздат, 1978. – 177 с.

8.Каранфилов Т.С. К вопросу о расчёте шпоночных соединений на выносливость // Бетон и железобетон. – 1976. – №9. – С.9-11.

9.Кваша В.Г., Коваль П.Н. Исследование шпоночных соединений плоских плит // Бетон и железобетон. – 1984. – №1. – С.36-39.

10.Коровин Н.Н., Еськов В.С. Шпоночные стыки сборных железобетонных оболочек // Промышленное строительство. – 1966. – №8. – С.25-29.

11.Коровин Н.Н., Еськов В.С. Экспериментальное исследование шпоночных сопряжений ригелей с колонной // Бетон и железобетон. – 1965. – №3. – С.40-43.

12.Мартынова Н.Г. Испытания на сдвиг вертикальных стыков монолитных стен со сквозными шпонками // 9-е координационное совещание "Эффективные конструкции и методы расчета несущих систем, элементов и узлов бескаркасных зданий": Тезисы докладов. – Вильнюс, 1984. – С.48-51.

13.Митрофанов В.П. Вариационный метод в теории идеальной пластичности бетона // Строительная механика и расчет сооружений. – 1990. – №6. – С.23-28.

14.Митрофанов В.П. Напряженно-деформированное состояние, прочность и тре-

щинообразование железобетонных элементов при поперечном изгибе: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / ВЗИСИ. – М., 1982. – 41 с.

15.Погребной В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Полтав. гос. техн. ун-т им. Юрия Кондратюка. – Полтава, 2000. – 236 с.

16.Пособие по проектированию жилых зданий / ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып.3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.

17.Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций. Опыт СССР и ЧССР / Е.Горачек, В.И.Лишак, Д.Пуме и др.; Под ред. В.И.Лишака. – М.: Стройиздат, 1980. – 192 с.

18.Рекомендации по расчету крупнопанельных зданий на сейсмические воздействия с учетом развития неупругих деформаций. – Ташкент: ТашЗНИИЭП, 1983. – 53 с.

19.Рохлин И.А., Бондарев В.А., Альтштейн Л.Я., Доренбаум И.В. Исследование работы стыков сборных железобетонных оболочек // Строительные конструкции: Межвед. сб. Вып. VIII. – М., 1967. – С.22-28.

20.Шахнович Ю.Г., Джалаиров А.К., Жансеитова И.Ф. Исследование сейсмостойких сооружений и конструкций // Труды КПСНИИП. Вып.12. – Алма-Ата, 1981. – С.81-87.

21.Яшин А.В. К расчету шпоночных соединений // Бетон и железобетон. – 1978. – №6. – С.17-18.

22.Araujo D. L., El Debs M. K. Strength of shear connection in composite bridges with precast decks using high performance concrete and shear-keys. Materials and Structures. Vol 38. March 2005, p.p. 173-181.

23.Nielsen M.P., Limit analysis and concrete plasticity, 2nd ed., Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1998, 906 pp.

24.Rombach G. Precast segmental box girder bridges with external prestressing design and construction. Technical University, Hamburg, Germany. INSA Rennes, Feb. 2002.

25.Sami Hanna Megally, Pedro F. Silva, Frieder Seible. Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments, Report No. SSR-2001/23, Department of Structural Engineering University of California, San Diego La Jolla, California, May 2002, 198 pp.

26.Zech, U. I. Joints in large panel precast concrete structures, Seismic Resistance of Precast Concrete Panel Buildings, Report No. 1, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, January 1976, 174 pp.

*Отримано 16.03.2007*

УДК 620.172.24 : 621.882.64 : 624.078

М.М.ГУБИЙ, канд. техн. наук, О.С.КОВАЛЕНКО

*Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка*

## **ОБГРУНТУВАННЯ НОРМАТИВНИХ І РОЗРАХУНКОВИХ ВЕЛИЧИН ОПОРУ НА ЗРІЗ І ВИРИВАННЯ РОЗПІРНИХ АНКЕРІВ ДЛЯ КРІПЛЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ЗОВНІШНЬОГО УТЕПЛЕННЯ БУДІВЕЛЬ**

Вказується на недостатнє вивчення проблеми міцності розпірних анкерів, які працюють у кам'яній кладці і керамзитобетоні та відсутність нормативної бази. Пропонується методика визначення нормативних і розрахункових величин опору анкерних кріплень відповідно до положень розрахунку конструкцій за граничними станами.